

PC桁による新幹線高架橋受替え工事

井 上 六 郎*
小 林 明 夫**

1. ま え が き

国鉄では、首都圏の外環状の一部となる武蔵野南線を川崎市新鶴見操車場に乗入れるための工事を施工中である(図-1)。梶ヶ谷貨物駅から地下トンネルで新鶴見操車場へ出る途中に、東海道新幹線高架橋の地下約12mを斜めに横断する箇所がある。そのため高架橋基礎が武蔵野南線トンネルに支障するので高架橋3ブロックをアンダーピンニング工法により受替えて南線トンネル工事をすすめることとした。この付近は、新幹線が半径550mの曲線中であり、一方武蔵野南線は半径450mの曲線で、両線は約20°の交差角をなしている。

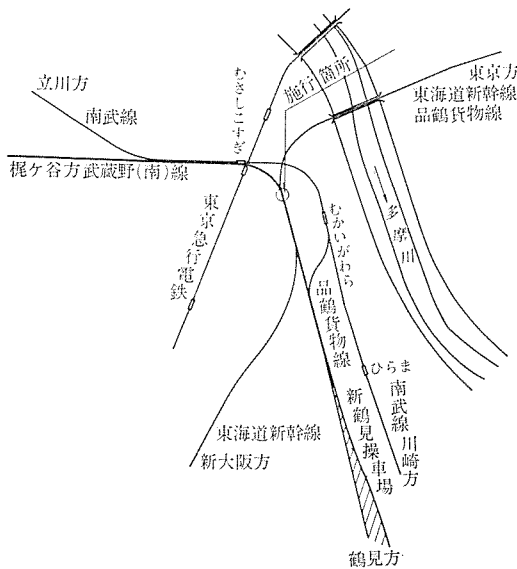


図-1 位置図

受替え高架橋は、スパン6m、3径間連続鉄筋コンクリートラーメンで、はね出し3mの2線2柱式標準タイプである。床版天端から基礎天端までの高さは6.0m、6.5m、7.0mの3種類、柱断面は60×70cm、70×80cmの2種類、基礎は地表より深さ4~6mの砂礫層(N値30程度)に柱1本あたり7本の鉄筋コンクリート既製杭(φ300, l=5.0m)を打込んで支持され、各基

礎は地中ばり(幅0.5m, 高さ1.5m)で結ばれている。

この付近の地質は、地表から1.5~4m程度まではN値2程度のシルト質ローム、その下6mまではN値30程度の砂礫層、次に14m程度まではN値5程度のシルト質ローム、さらに2~3mの層厚を有するN値50以上の砂礫層、深さ16m以下は支持力2000t/m²以上の土丹層となっている。

受替え方法は、上部構造をコンクリート桁および鋼トラス、下部構造を場所打ち鉄筋コンクリート杭、ケーソン、ウェル等各種の案について武蔵野南線の線形、新幹線高架橋および隣接する品鶴貨物線に与える影響、用地買収、工費、保守等を比較検討した結果、高架橋1ブロックを1支間長とするPC桁を縦桁として用い、それをウェルで受ける構造とした(図-2)。

施工の順序は、在来高架橋基礎を補強したのちウェルを沈めその頭部を鉄筋コンクリートで結んで橋脚とし、その上にPC桁を架設したのち反力調整を行なって高架橋荷重をPC桁に受替えてから高架橋柱を切断するものである。

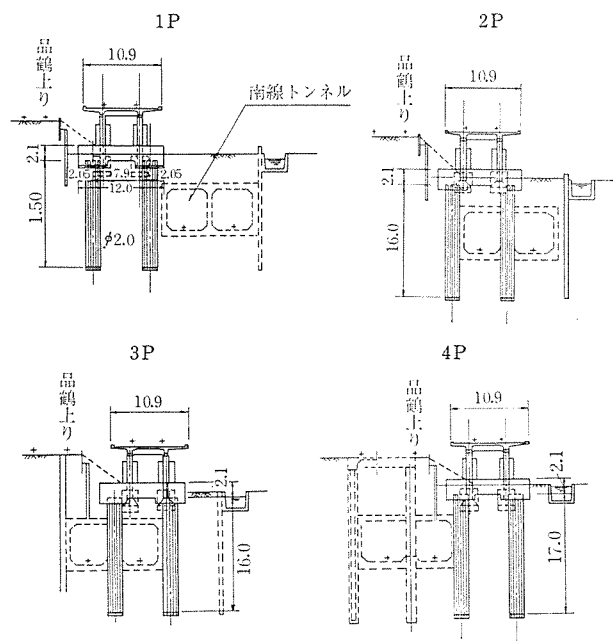


図-2(a) 横断面

* 国鉄東京第二工務局 次長

** " 土木第一課

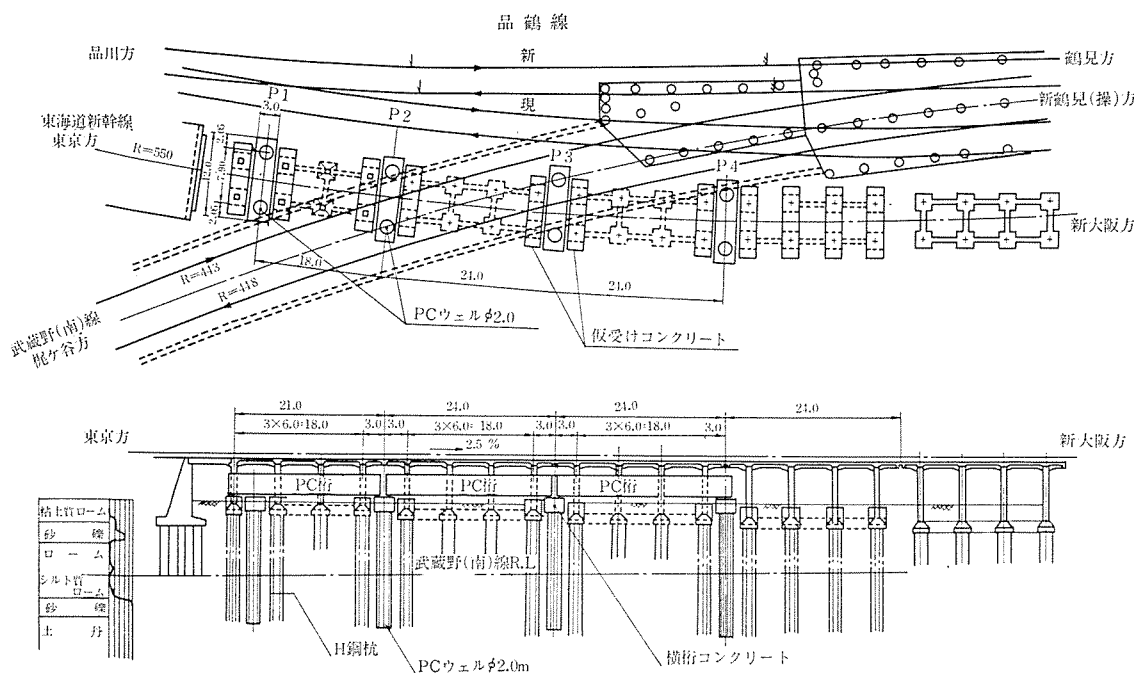


図-2 (b) 一般平面図

2. 下部工の施工

受替の基礎は、施工条件からPCウエルを圧入することとしたが、高架橋の基礎杭長が短かく地下水位が高いためにウエル沈下時の高架橋基礎に与える影響をできるだけ少なくするため、ウエルの近傍の高架橋基礎に1基礎あたり8本のH鋼(300×300)を打込んで、杭頭を高架橋柱を包む鉄筋コンクリートを打設してPC鋼棒で緊張し、在来基礎と一体化して柱荷重をH鋼で支持できるようにしたのち、ウエルの施工を行なった。

ウエルの施工法は、土丹層にPCアンカーを設置して、これに反力をとらせることとし、ウエルは長さ1~2mのプレキャスト製品をPC鋼棒で一体化しながら圧入した。PCウエルは図-2に示すように、武蔵野南線に対するウエル位置の関係によって地震の方向によってはウエルに生ずる応力が異なるものであったが、2P、3Pが最も大きい応力を生ずる。ウエル外径は、線路線形その他の条件によって外径2054mm、厚さ300mmとし、各ロットとも8~32本のPC鋼棒(3種φ27mm)を使用した。ウエル長さは土丹層に達する長さとした。ウエルは、上面4箇所300t油圧式ジャッキを設置し反力をPCアンカーにとらせながら800tの圧入力で圧入するとともに、その内部をリバース工法およびクラムシエルバケットによって掘削した。

2本のウエルを沈めた後、ウエル頭部を横桁コンクリートで結んで横脚とした。この際ウエルのPC鋼棒をそのまま延長して横桁コンクリートを緊張しウエルと一体化した。

3. 上部工の設計

設計条件は、在来高架橋に対して受替後も受替前と同じ状態を保つことであり、そのために剛性の大きい断面を採用した。また高架橋荷重は受台を通じてPC桁に伝えるものとした。

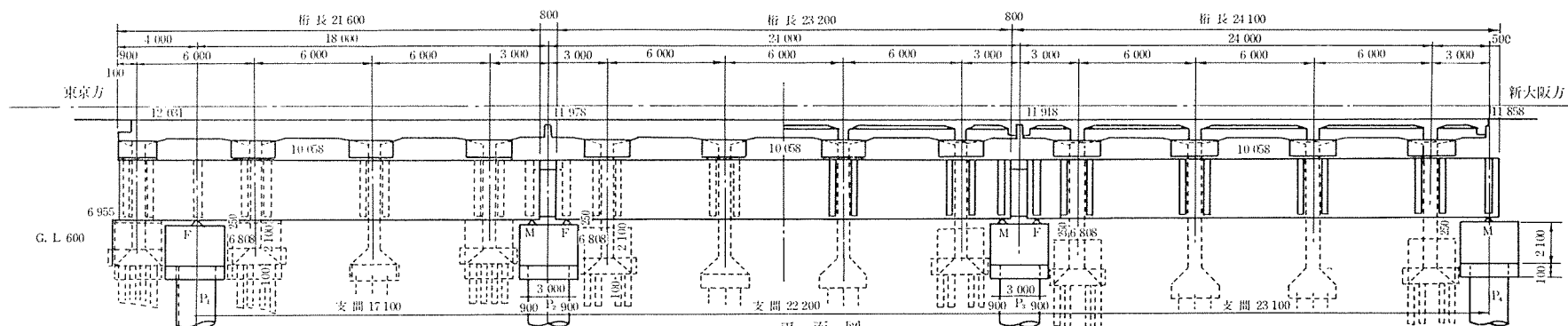
(1) PC桁の設計

高架橋を受替えるPC単純桁3連のうち、最も東京寄りの第1径間は橋脚の位置関係からはね出し長さ4.0mをもつ支間17.1m、第2および第3径間はおのおの22.2m、23.10mである。設計活荷重は、新幹線N標準活荷重19tである。図-3の一般図に示すように、在来高架橋の線路方向柱列をはさむ2本ずつの桁(幅0.6m、高さ3.0m)を現場製作し、各2本の桁はさらに線路直角方向柱をはさむ2本の桁(幅0.35m、高さ2.9m)および支点上の桁(幅0.35m、高さ2.9m)で結んでいる。第2径間の複線載荷の場合の主桁最大曲げモーメントは死活荷重とも912.5t-mであり、片線載荷の場合載荷側の主桁最大曲げモーメントは833.5t-m、非載荷側705.1t-mである。また主桁のねじりに対しては曲げせん断とねじりせん断の合計が3kg/cm²となっている。

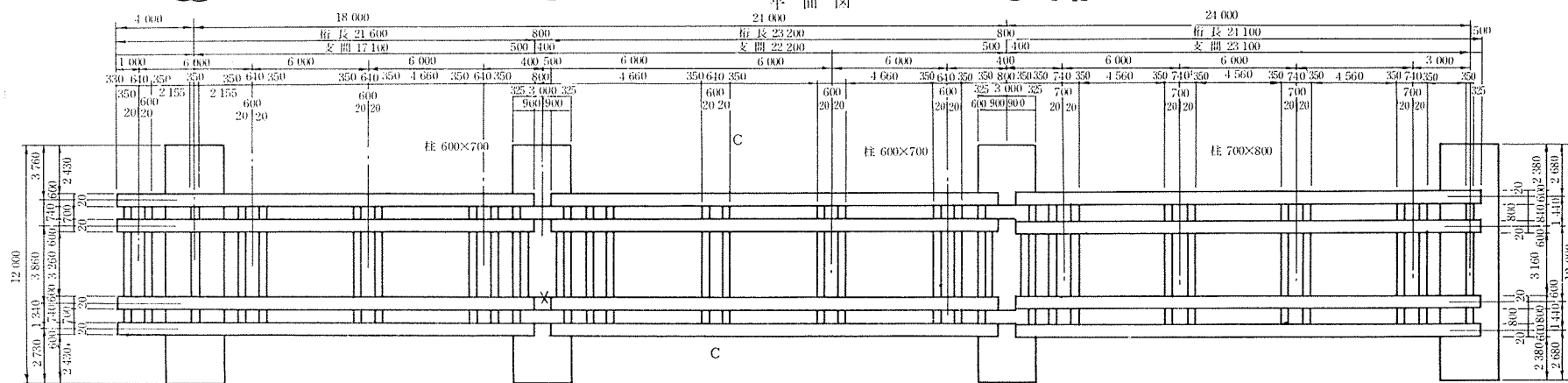
使用したPC鋼線は、7-φ12.4mmの鋼より線を使用し、第1径間は1主桁6本、第2、第3径間はおのおの9本を使用した。横桁は横桁コンクリートの乾燥収縮による主桁との結合に対する影響を考慮して、SBPC110、φ27mm3本を使用した。

PCケーブルの配置方法は、図-4に第2径間について示すようにPC桁のクリープによるそり上がり的高架

側面図



平面図



設計条件

桁長 21.6 m, 23.2 m, 24.1 m 支間 17.1 m, 22.2 m, 23.1 m 活荷重 新幹線標準活荷重 N-19 衝撃係数		PC 鋼線 φ12.4	引張強度 降伏点応力度 定着位置における作用時許容応力度 設計断面における設計荷重作用時許容応力度 レラクセーション	171 kg/mm ² 151 " 123 " 106 " 5%
PC	主桁 コンクリート	設計基準強度 (σ _{ck}) プレストレス導入時	400 kg/cm ² 350 "	PC 鋼棒 主および連結部コンクリート設計基準強度 (σ _{ck}) 横桁 (柱部横桁を除く) および受台コンクリート設計基準強度 (σ _{ck})
	許容応力度	プレストレス導入直後 (圧縮) " (引張) 設計荷重作用時 (圧縮) " (引張) 破壊荷重時斜引張 (許容値) " (最大値)	170 kg/cm ² -15 " 130 " 0 " 9 " 20 " 40 "	

C-C

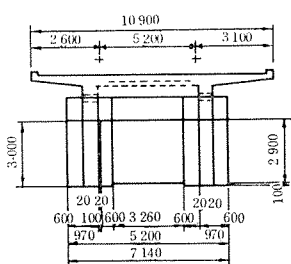


図-3 PC 桁一般図

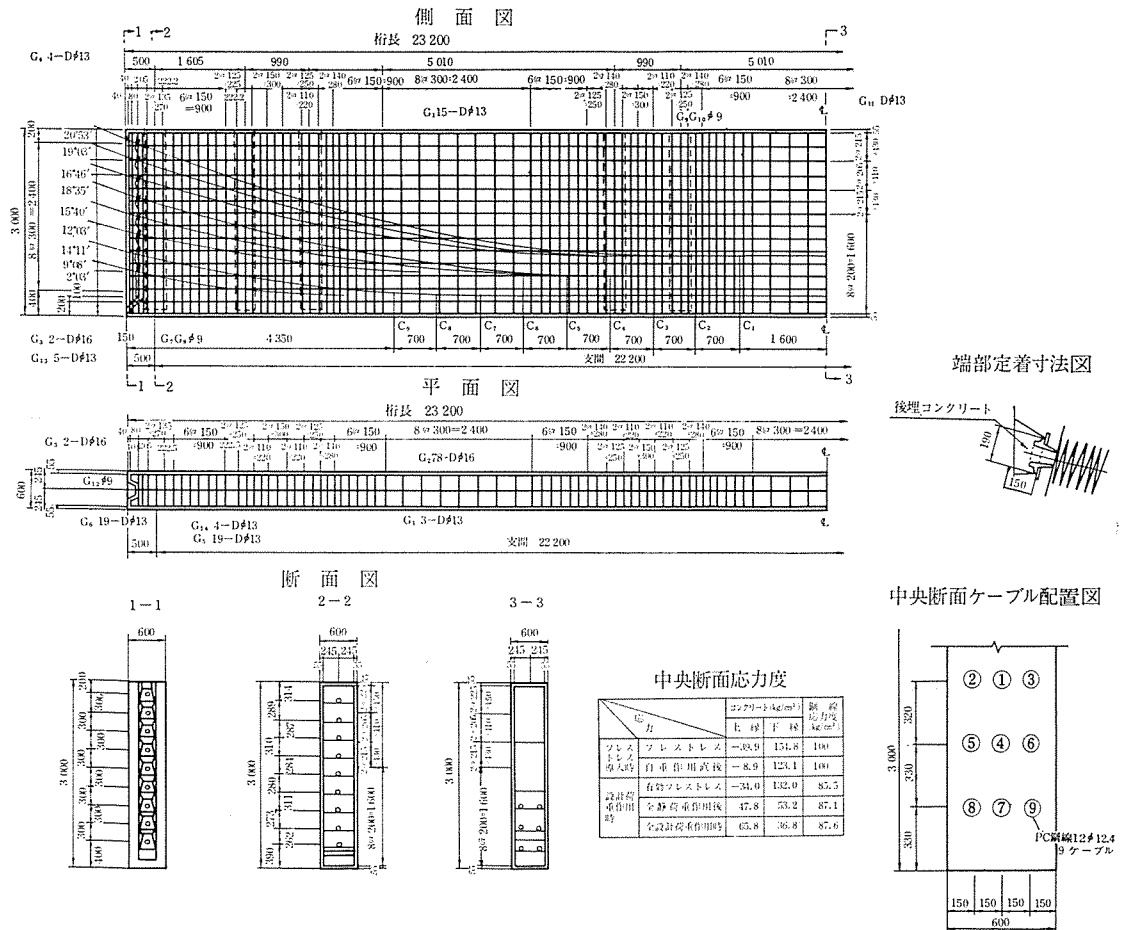


図-4 第2径間ケーブル配置図

橋への影響を少なくするため、静荷重作用時に桁上下縁応力がほぼ等しくなるような配置としている(写真-1)。

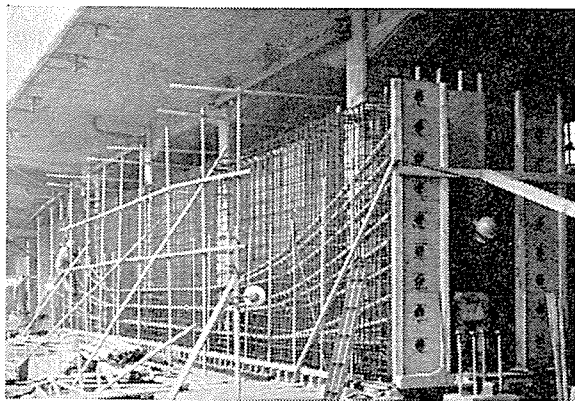


写真-1 第2径間ケーブル配置

表-1 静荷重作用時の上下縁応力 (kg/cm²)

	第2径間		第3径間		第1径間	
	上縁応力	下縁応力	上縁応力	下縁応力	上縁応力	下縁応力
有効プレストレス	-34.0	+132.0	-34.1	+132.3	-9.6	+76.3
桁自重作用時	-3.0	+100.3	-3.5	+101.1	+6.6	+60.0
横桁自重作用時	+3.8	+93.3	+3.6	+94.8	+13.6	+53.0
高架橋荷重作用時	+47.8	+53.2	+53.3	+49.5	+36.2	+30.6

またクリープ、乾燥収縮の影響を高架橋に伝えないように高架橋柱の周囲とP C桁との間は適当な間隔を保持しておき填充材を詰めることとした。

使用材料は、コンクリート $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ 、桁体積は 1, 2, 3 径間の順におおの 203.4 m³, 213.4 m³, 222.2 m³, P C鋼より線は 4.8 t (23.6 kg/m³), 7.6 t (35.6 kg/m³), 7.9 t (35.4 kg/m³), 鉄筋量は 16.5 t (81.4 kg/m³), 17.8 t (83.5 kg/m³), 18.2 t (81.7 kg/m³) である。

また地震時の桁転落防止のためにP C桁を橋脚上で高さ 2.4 m にわたって SBPC 110 $\phi 27$ を 4 本使用して結んでいる。

(2) 受台コンクリートの設計

高架橋荷重をP C桁に伝えるために、高架橋柱の近傍に高架橋縦桁とP C桁との間に鉄筋コンクリートの受台を設置することとした。P C桁のシュー位置が高架橋基礎およびこれを補強する仮受けコンクリートの高さによって決定され、また桁の剛性を高めるために高さ 3.0 m とした関係で高架橋縦桁とP C桁との間隔は約 1.0 m 程度となった。

受台コンクリートは図-5に示すように、

高架橋柱に接してこれを囲む矩形の鉄筋コンクリートはりとし、高架橋縦桁を受ける位置は縦桁に直角にわたした2本のはり(支間 1.4 m)で受けることとした。反力調整に使用するジャッキは、作業空頭が小さいため小さな設備で取扱いが簡単なものが望ましく、そのためフラットジャッキを使用することとした。このフラットジャッキは柱切断後受台コンクリートの支承として兼用するためPC桁の上に置き、その上にコンクリート製支圧板(450×450×60, $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$)を置き、さらにその上にPC桁のクリープ等の影響を吸収するためにフレシパッドを置き受台コンクリートを打設した(写真-2)。

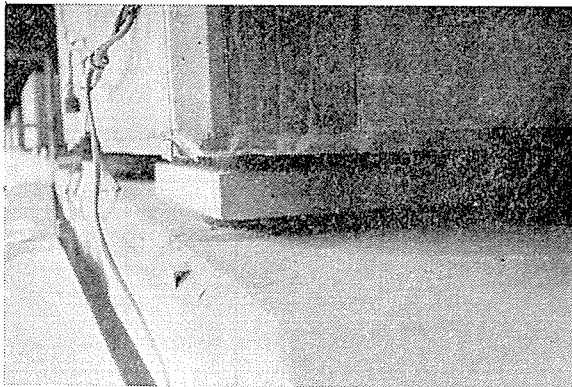
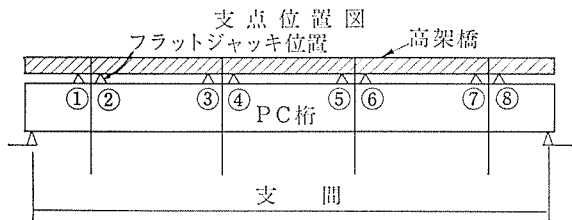


写真-2 受台コンクリートの支承部分

フラットジャッキの大きさは、高架橋柱を切断したのちの活荷重を含む支点反力が①、⑧点が80.3 t、③、⑥点が52.0 tとなるため①、②、⑦、⑧点は $\phi 360 \text{ mm}$ (120 t用)、③、④、⑤、⑥点は $\phi 300 \text{ mm}$ (80 t用)とした。



フレシパッドは、①、②、⑦、⑧点についてはプレストレス量、クリープ変形量、乾燥収縮量、荷重による伸び量等を検討した結果約7 mm程度の伸縮量が考えられるので、 $400 \times 400 \times (2 \times 10 + 3 @ 1)$ の重層パッドを、③、④、⑤、⑥は3 mm程度であるので $300 \times 300 \times (10 + 2 @ 1)$ の単層パッドを使用することとした。

(3) 高架橋の検討

高架橋はスパン6 m、3径間連続ラーメンであるが、受替後は受台コンクリート(フラットジャッキ間隔1.4 m)で支持される連続ばりと考えた。抵抗モーメントと計算モーメントは①点で-160.2 t-mに対して-125.4 t-m、③点で-85.3 t-mに対して-44.6 t-m、②点と③点の中間点で80.6 t-mに対して34.0 t-mであり余裕のある状態であった。

4. PC桁の施工

コンクリートの示方配合は表-2のとおりである。主な使用機械は、ハイロ型アジテーターカー(3 m³)、コンクリートポンプ車(石川島 PTF-35 TP)、内部振動機(HV 600型、HV 450型、MF型)である。

施工順序は、1径間4主桁分の型わくを用意し、高架柱をはさむ各2本ずつの桁を2日にわたって打設した後、横桁を打設した。主桁打設の際は全長を3ブロックに分け、ブロックの境界は4 mm目金網をD13で補強し各ブロックは1層厚1 mずつ三層打ちとした。高架橋とPC桁との間隔は、柱周囲を発泡スチロール板で巻いてコンクリート硬化後ガソリンで溶解させた。

緊張順序は、主桁の1/3を4主桁同時緊張、横桁の緊張、主桁の残りの2/3の同時緊張の順で行なった。各径間の施工順序は現場の状況により2, 3, 1径間の順序で行なったため、2径間は両引き、3, 1径間は片引きとなった。

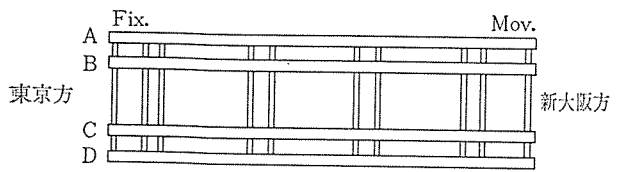
PC桁上のフラットジャッキの据えつけは、桁表面の所定位置をグラインダーで仕上げ、不陸調整には接着剤を使用した。また受台コンクリート打設後コンクリートのセット等によって、高架橋縦桁ハンチ部下部に空けがきができるおそれがあったため、ハンチ部とコンクリートとの接合部にパイプ($\phi 9 \text{ mm}$)を埋め込み、低粘性樹脂をポンプで注入した。

桁に導入されるプレストレス量は、緊張グラフによりプレストレスの管理を行なったが、他に反力調整用にあらかじめ桁内に埋め込まれたカールソン型ひずみ計と桁短縮量を測定することでプレストレス量のチェックを行なった。しかしカールソン型ひずみ計を使用した場合妥当な値はあらわれなかった。この原因は、ひずみ計の正確な取付け、正確な測定が施工現場では困難であることに起因するのではないと思われる。桁短縮量のチェッ

表-2 PC桁の示方配合

コンクリート強度 $\sigma_{ck}(\text{kg/cm}^2)$	セメントの種類	粗骨材最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	W/C (%)	空気量 (%)	セメント (kg/m ³)	細砂 (kg/cm ³)	粗骨材 (kg/m ³)	混和剤 (kg/m ³)
400	普通ポルトランドセメント	25	8±1	36.5	4±1	392	653	1 162	1.568

表-3 第3径間桁短縮量の測定結果 (mm)



		A桁	B桁	C桁	D桁
1次緊張前	①	3.0 21.0	0 22.0	0 22.0	3.5 20.6
1次緊張後	②	3.0 23.0	0 23.9	0 24.0	3.5 22.5
1次緊張による短縮量	③=②-①	2.0	1.9	2.0	1.9
2次緊張前	④	2.9 23.9	0 24.8	0 25.3	3.1 23.3
1次緊張によるクリープ量	⑤=④-②	1.0	0.9	1.3	1.2
2次緊張後	⑥	2.9 31.1	0 31.7	0 32.6	2.8 29.9
2次緊張による短縮量	⑦=⑥-④	7.2	6.9	7.3	6.9
緊張による全短縮量	⑧=③+⑦	9.2	8.8	9.3	8.8

クでは、支承位置で上シューと下シューのずれをノギスで測定した。第3径間の測定結果を表-3に示す。第3径間の計算値は8.9mm、第1径間は計算値3.2mmに対して実測値2.8~3.3mmとなって比較的良好的結果が得られた。なお、第2径間は2次緊張前の値を測定しなかったため短縮量を知ることはできなかった。

5. 受 替 え

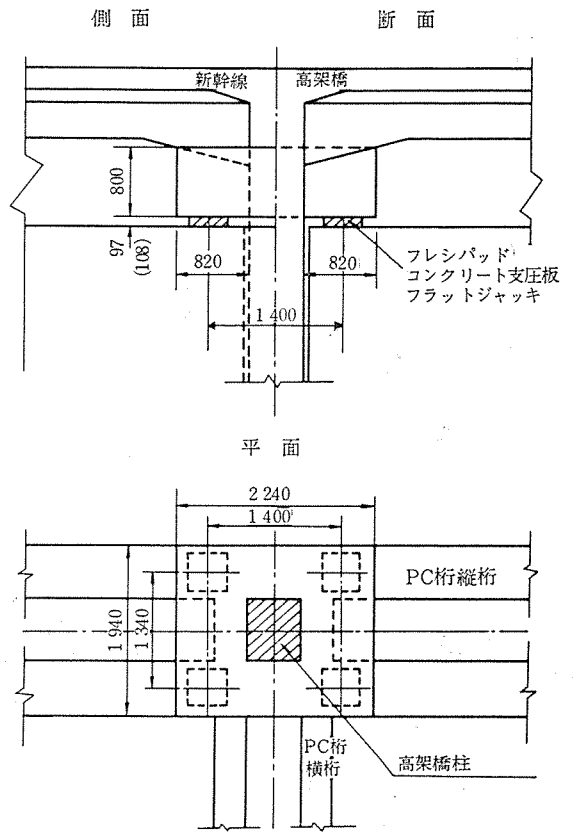
反力調整に必要な荷重は、死荷重として軌道荷重、高架スラブ・柱および受台コンクリートの重量の和、また活荷重として活荷重たわみの1/2を生じさせる荷重とした。各主桁1本あたりの荷重を表-4に示す。

所定の位置に配置された32個のフラットジャッキは、図-6に示すように反力調整を集中管理するためにφ10mmの高圧鋼管で連通させて水圧ポンプに接続し

表-4 反力調整荷重 (t)

径 間	支 点 No.	死 荷 重 (t)	活 荷 重 (t)	合 計 (t)
1 径 間	1	45.20	10.50	55.70
	2, 3	41.33	10.22	51.55
	4	45.83	10.22	56.05
2 径 間	1, 4	46.01	8.31	54.32
	2, 3	41.51	8.31	49.82
3 径 間	1, 4	46.01	8.26	54.27
	2, 3	41.51	8.26	49.77

受台コンクリート一般図



受替シュー一般図

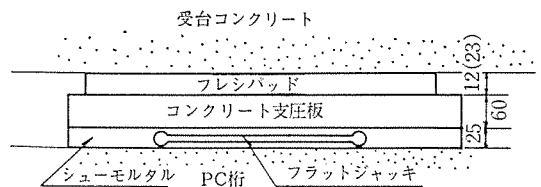
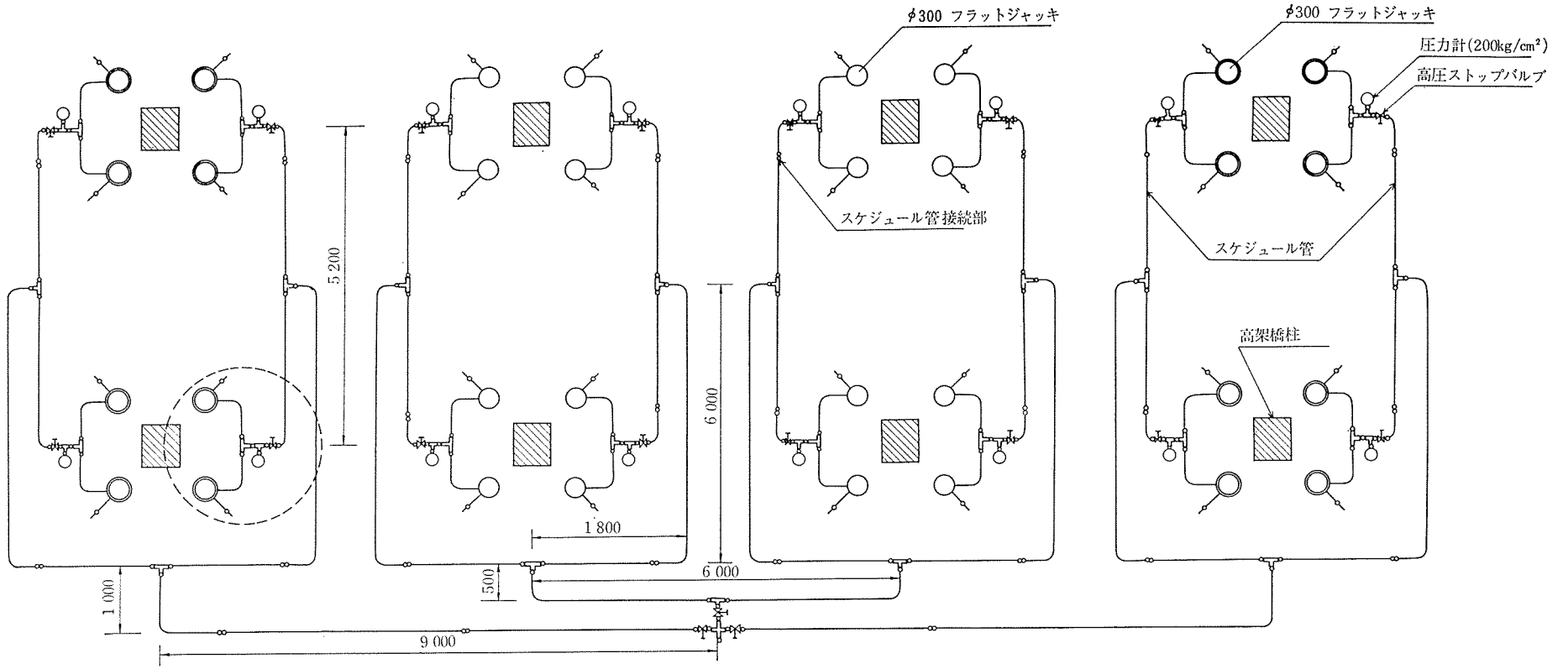
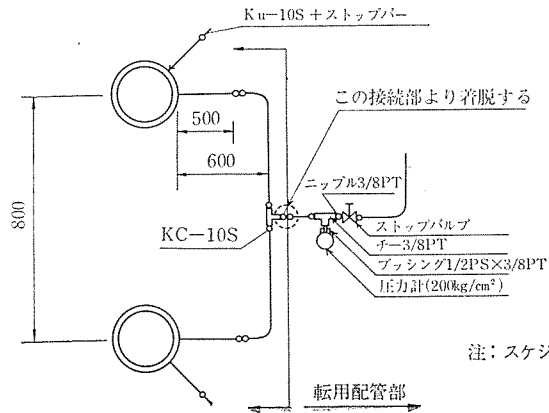


図-5 受台コンクリート一般図

た。反力調整の方法は、あらかじめ求めておいたフラットジャッキの荷重-圧力曲線より得られた圧力を水圧ポンプによって全支点に加え、所定の圧力に達したとき①、②、⑦、⑧ 支点の計16個のフラットジャッキのバルブを閉じ、引続いて③、④、⑤、⑥ 支点の計16個のジャッキに圧力を送って所定の圧力に達したときバルブを閉じた。反力調整後ジャッキ内の水はグラウトと交換した。その方法は、T字管で結ばれているフラットジャッキ2個を同時に行ない、グラウトの交換が終了したのち次の2個へと順に行なった。まずT字管のポンプ側のパイプを取り外し排気口を開けてフラットジャッキ内の水を排出して注入を開始し、注入は排気口より練り上がりグラウトと同品質のものが排出されるのを確認して排気口を閉じて圧入し注入側パイプを圧着した。グラウトは特殊注入ピンを使用し、150 kg/cm²程度の圧力でグラウティングするため高圧鋼管のバルブを通過する際にグ



ジャッキ配置詳細部



注：スケジュール管 $l=4000$ /本

図-6 フラットジャッキ配置図

表-5 グラウトの配合

普通ポルトランドセメント (kg)	膨張剤 (CSA) (kg)	水 (kg)	ポゾリス No. 8 (cc)	水/(セメント+CSA) (%)	フロー値 (有溝コーン使用) (秒)
40	4.94	18	449	41	17

ラウトが分離する懸念があったので、試験練りを行なった結果表-5に示す配合で注入した。グラウティング作業中は、高架橋縦ばりはグラウト交換中のフラットジャッキの両隣りのジャッキ位置を支間とする桁となり、反力調整時と条件が異なるために、ジャッキの近傍にダイヤルゲージ2個を配置し、受台コンクリートとPC桁との間隔を測定しながらダイヤルゲージの目盛が交換前の目盛に復元するまでグラウトを圧入した。

柱の切断作業は一夜のうちに高架橋1ブロック8本を完了させなければならないが、PC桁と仮受けコンクリートの間隔が最小10cm程度しかないので、ブレーカー等を使用する余裕がないため、あらかじめ仮受けコンクリートを一部とりこわし柱鉄筋を一部露出させておいた。切断方法は支点2,3を先に、1,4を若干遅らせて切断した。

反力調整は、新幹線運転終了後の夜間閉鎖間合いで行なったが(写真-3)、ポンプ作動中各フラットジャッキに連動させた圧力計の調整がスムーズにいかず第2径間3時間、第3径間3時間10分、第1径間2時間30分とかなりの時間を費やし、制限時間3時間を越える場合もあった。ジャッキ内のグラウトの交換作業は、最初の第2径間は夜間行なったが、2連目からは高架橋のはね出し部分以外は昼間の作業とした。柱切断作業は1時間30分程度で終了した(写真-4)。

反力調整時および柱切断に際してPC桁および高架橋の変状を監視するため次のような測定を行なった。

- ① 桁たわみ測定
- ② 鉄筋応力測定
- ③ コンクリート表面応力測定
- ④ 高架橋扛上の測定

その他、在来高架橋のひびわれ測定、PCウェル沈下量測定、隣接高架橋との相対変位量の測定等を行なった。

(1) 桁たわみ測定

桁たわみは1/100ダイヤルゲージを使用して地表と桁下面の間隔を測定した。測定位置は各径間とも主桁のスパ

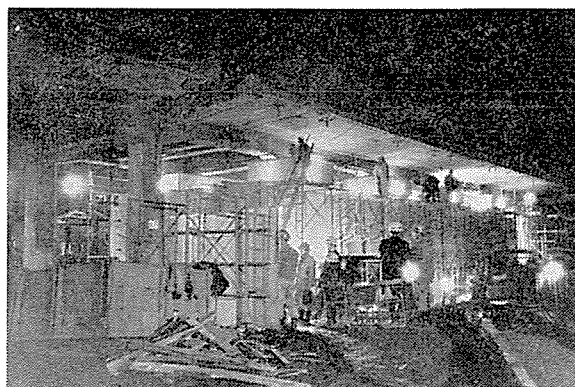


写真-3 反力調整

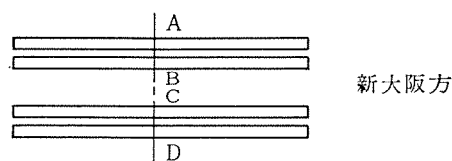


写真-4 柱切断

ン中央および第1径間についてはスパン中央とはね出し先端である。測定結果を表-6に示す。

計算たわみ量は、 $E_c=350\,000\text{ kg/cm}^2$ と仮定した場合、第2径間のスパン中央ではせん断たわみを考慮して

表-6 桁たわみ量の測定結果



径間	測定時	A点	B点	C点	D点	A'点	B'点
2径間 (スパン中央)	反力調整時	6.57	6.44	6.39	6.60	—	—
	柱切断時	1.25	1.34	1.39	1.39	—	—
3径間 (スパン中央)	反力調整時	8.48	8.63	8.63	8.69	7.13	7.13
	柱切断時	-0.37	-0.18	0.39	0.52	-0.19	-0.06
1径間 (スパン中央)	反力調整時	3.12	3.04	2.98	2.89	2.30	2.15
	柱切断時	0.50	0.43	0.26	0.23	0.34	0.24
1径間 (はね出し先端)	反力調整時	0.87	0.74	0.49	0.84	0.33	0.31
	柱切断時	-0.21	-0.20	0.28	0.35	-0.14	-0.20

注: 1. A, B, C, D は地盤と桁との差. A', B' は品鶴線仮土留を不動点とした場合のA, B点の変位を示す.

2. 柱切断時の数値は、反力調整時からのるい加量を示す.

6.05 mm であった。反力調整荷重を載荷して表のたわみ量を示したとき終了と判断し柱切断した結果さらに 1.34 mm のたわみを示した。これは反力調整時の地盤の扛上を無視したために生じたものと考えられたので、次回からは A, B 桁は品鶴線仮土留 (H型鋼) を不動と考え、これに別のH型鋼をはね出させてこのH鋼とPC桁下面との間隔をダイヤルゲージで測定した。C, D 桁は適当な不動点が現場にないので、A, B 桁の不動点を標準とすることとした。

第3径間は計算たわみは 7.06 mm であり、調整たわみは 7.13 mm で終了した。柱切断後 A, B 桁はたわみはもとより C, D 桁はるい加を示した。

第1径間の計算たわみは、スパン中央 2.29 mm, はね出し先端 -0.80 mm である。所定の荷重を載荷した際スパン中央部は計算値にあわせたがはね出し部分は差を生じた。

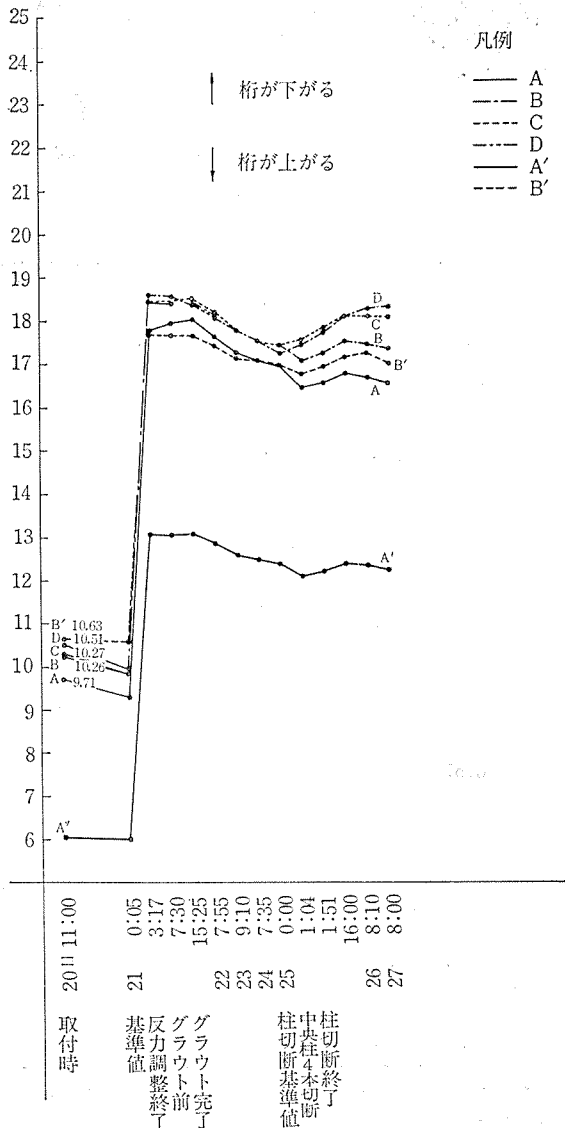


図-7 第3径間たわみ測定図

柱切断の際にA桁側のたわみかもどり、D桁側がさらにたわみを増す傾向がみられるのは、この付近の高架橋は半径 550 m の D 桁側が凸となるような曲線中であり、D 側には橋側歩道、カント 200 mm をつけるための道床の重量が加わっているため、計算にはこれを無視したためである。

第3径間のたわみを図-7に示す。各桁とも反力調整から柱切断までの期間は柱は軸重による初期応力を消すため桁が上がる傾向を示し、切断後はたわみに変化はないようである。

(2) 鉄筋応力の測定

鉄筋応力はカールソン型ひずみ計を使用して測定した。測定位置は各径間のAおよびD桁のスパン中央および第1径間は支点とスパン中央であり、上下縁に最も近い鉄筋に取り付けた。測定結果をカールソン位置の計算結果と比較したものを表-7に示す。 $E_s/E_c=6$ とした。第2径間では反力調整時の載荷重が不足していたが、柱切断時は計算応力に近い値が得られた。他の径間も同様に実測値と計算値は比較的一致している。第1径間の支

表-7 鉄筋応力度

径間	測定時	位置	測定値	A 桁 スパン 中央	D 桁 スパン 中央	A 桁 支点	D 桁 支点
2 径間	反力調整時	上側	実測値	-230	-242	—	—
		計算値	-262	-262	—	—	
	柱切断時	上側	実測値	202	200	—	—
		計算値	262	257	—	—	
3 径間	反力調整時	上側	実測値	-43	-49	—	—
		計算値	0	0	—	—	
	柱切断時	上側	実測値	45	44	—	—
		計算値	0	0	—	—	
1 径間	反力調整時	上側	実測値	-346	-352	—	—
			計算値	-348	-347	—	—
		下側	実測値	308	288	—	—
			計算値	348	348	—	—
	柱切断時	上側	実測値	-16	-15	—	—
			計算値	0	0	—	—
		下側	実測値	0	15	—	—
			計算値	0	0	—	—

点上縁は比較的あうが、下縁は一致せず応力の乱れが大きいと思われる。

(3) コンクリート表面応力測定

コンクリート表面ひずみは 60 mm のポリエステルゲージを使用し、測定位置はカールソン計器位置の表面である。反力調整時の応力の移動を計算値と比較したものを表-8 に示す。E_c=350 000 kg/cm² とした計算値とは若干の相違がみられたが、ゲージ貼付、計測の誤差によるものと考えられる。

(4) 高架橋扛上の測定

高架橋スラブの扛上を測定するための不動点を現場に設置することが困難であったので、反力調整を実施する高架橋の両隣りの高架橋の間に P C 鋼線を張り渡し、受台コンクリートに mm 単位のスケールを接着剤で貼付してスケールの上下を目視した。この測定結果は観測者の目の位置、スケールの線の太さ等から値にかなりのばらつきが生じ、第 2、第 3 径間で 1.0 mm 程度、第 1 径間で 0.5~1.0 mm 程度の値が得られた。

表-8 コンクリート応力

径間	測定時	位置	測定値	A 桁 スパン 中央	D 桁 スパン 中央	A 桁 支点	D 桁 支点
2 径間	反力調整時	上縁	実測値 計算値	-36 -42	-45 -42	— —	— —
		下縁	実測値 計算値	39 42	42 42	— —	— —
	柱切断時	上縁	実測値 計算値	-11 0	-11 0	— —	— —
		下縁	実測値 計算値	7 0	7 0	— —	— —
3 径間	反力調整時	上縁	実測値 計算値	-61 -58	-68 -58	— —	— —
		下縁	実測値 計算値	53 58	49 58	— —	— —
	柱切断時	上縁	実測値 計算値	-5 0	0 0	— —	— —
		下縁	実測値 計算値	0 0	5 0	— —	— —
1 径間	反力調整時	上縁	実測値 計算値	-23 -22	-26 -22	9 17	12 17
		下縁	実測値 計算値	19 22	21 22	— -17	— -17
	柱切断時	上縁	実測値 計算値	-5 0	-3 0	3 0	1 0
		下縁	実測値 計算値	2 0	2 0	— 0	— 0

注：測定ひずみに E_c=350 000 kg/cm² を乗じた値である。

一方、ダイヤルゲージにより測定された値のうち A、B 点および A'、B' 点の測定値の差が地盤の扛上量、すなわち高架橋の扛上量とすると、第 3 径間のスパン中央で 1.27 mm、第 1 径間のスパン中央で 0.43 mm 程度の扛上を生じたものと考えられる。さらに反力調整時に受台コンクリートと P C 桁上縁部との間を各受台コンクリートの四隅部分をノギスで測定した結果によると、第 2、第 3 径間では P C 桁の支点に近い受台コンクリートで 0.38 mm、スパン中央に近い受台コンクリートで 0.67 mm、第 1 径間でははね出し先端で 0.14 mm、スパン側の中央で 0.42 mm の間隔を生じている。

したがって、高架橋の各柱位置の扛上量は、第 2、第 3 径間では支点に近い柱部分で 0.8 mm、スパン中央に近い柱位置で 1.9 mm、第 1 径間でははね出し部で 0.6 mm、スパン中央で 1.0 mm 程度の扛上量であったと考えられる。

以上の他の測定としては、反力調整前に生じていた高架橋のひびわれのうち 10 箇所を選んでその進行状況を 40 倍マイクروسコープで監視したが、幅、長さとも進行しなかった。また各 P C ウェルの沈下をノギスで測定したが異状を認められなかった。さらに隣接高架橋のスラブ間を伸縮計を取り付け相互の線路直角方向のずれを測定したがこれも異状を認めなかった。

柱切断後活荷重による桁たわみを 1/100 ダイヤルゲージで測定した。その結果を表-9 に示す。列車通過時のたわみはゲージ目盛の振幅の最大値と最小値の平均をとった。第 1 径間は列車がはね出し部およびスパン部分に

表-9 活荷重たわみ量 (mm)

径間	列車速度 (km/h)	載荷側	非載荷側
2	30	0.58~0.69	0.15~0.37
	70	0.58~0.66	0.19~0.34
3	70	0.51~0.64	0.24~0.32

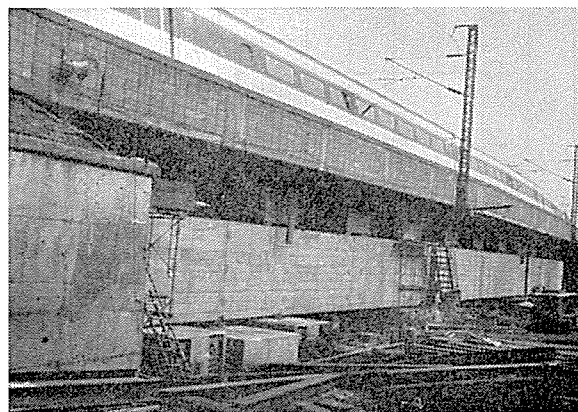


写真-5 受替え後の高架橋

(1971.8~1972.3)

表-10 新幹線受替え実施工程表

項目	8			9			10			11			12			1			2			3			
	10	20	31	10	20	30	10	20	31	10	20	30	10	20	31	10	20	31	10	20	31	10	20	31	
桁 1	支保工																								
	鉄筋、型わく																								
	P C 工																								
桁 2	コンクリート工																								
	受替え工																								
	支保工																								
桁 3	鉄筋、型わく																								
	P C 工																								
	コンクリート工																								
桁 3	受替え工																								

乗るために測定はできなかったが 1/100~3/100 mm 程度であった。第 1, 第 2, 第 3 径間の計算たわみ量はおのおの 0.5, 1.6, 2.2 mm である。

柱切断後第 2 径間は上下おのおの 3 個列車を 30 km/h, 以後 4 日は 70 km/h, それ以後は通常の 110 km/h 運転とし, 他の径間は 4 日間の 70 km/h ののち 110 km/h 運転としたが速度によってたわみ量に変化はないようであった。

6. あとがき

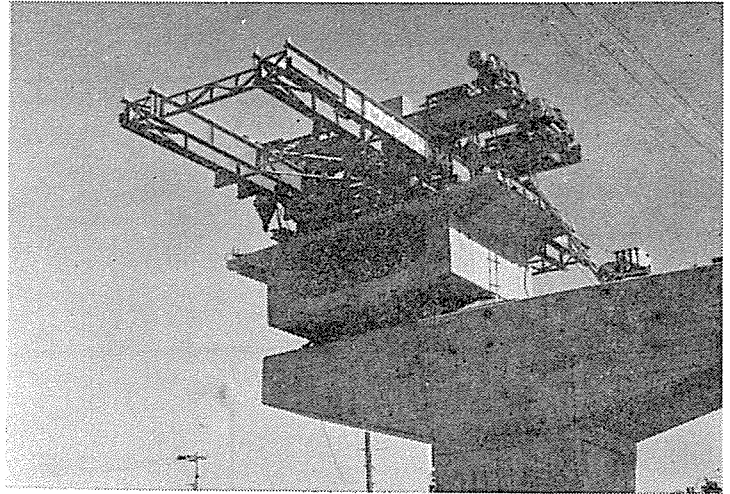
東海道新幹線の受替え工事は, 昭和 45 年 10 月から 47 年 2 月まで 1 年 4 カ月を要した。上部工の工程表を表-10 に示す。作業空頭, 面積が制限された現場で曲線中の新幹線高架橋を活線中で受替えることはかなり困難をともなったが, 関係者の細心の注意で無事終了することができた。現在は受替えを終了した高架橋の下を開削工法により掘削して武蔵野南線トンネルを構築中である (写真-5)。

この工事を振り返って問題点は,

- 1) 各種の測定は施工現場の条件からかなりの誤差をとまうものである。
 - 2) 空頭が極端に制限された場所でのフラット ジャッキの使用は確実な施工が可能であるが, 高圧管接続時に微少のゴミ等が入って水もれの原因となり所定の圧力をかけることができなくなるので, 管接続作業には細心の注意を払うこと。
 - 3) フラット ジャッキ内の水をグラウトと交換する作業を省くため, 水に代えて硬化時間が長い樹脂系の材料を使用することも検討の必要があること。
- などである。

1972.12.11・受付

PC架設機 の 設計・製作



プレキャストブロック架設機
(首都高速3号線)

三信工業株式会社

東京都千代田区神田錦町1-4 (滝本ビル5階)

TEL (294) 5 1 3 1・5 1 3 2

PAT No. 457154
582878

LPPセンターホール
ジャッキ

PC同時緊張機
PAT No. 569584

PC・各工法用ジャッキ・ポンプ・油圧機器・試験機

OX山本扛重機株式会社

東京都中央区新富1-6-3
TEL 東京(551)局 2115~9